制震装置を用いた架構・スラブ増設型補強構法におけるスラブの応力伝達性能の検証

VERIFICATION ON STRESS TRANSMISSION PERFORMANCE OF ADDITIONAL SLAB FOR RETROFIT METHOD OF OUTER FRAME TYPE UTILIZING DAMPING SYSTEM

長塚典和 ——— * 1 妹尾嘉章 ——— * 2
久保田雅春 ——— * 2

Norikazu NAGATSUKA — * 1 Yoshiaki SENOO ——— * 2
Masaharu KUBOTA ——— * 2

キーワード：
耐震補強, 制震装置, 架構増設型補強, 動的漸増载荷実験

Keywords:
Seismic retrofit, Damping system, Seismic retrofit method of outer frame, Dynamic loading test

In order to verify the performance of a seismic retrofit method that connects additional slabs with outerframe installed damping system to the existing building, dynamic loading tests were conducted. For the form of retrofit, whether or not the additional slabs have sufficient stress transfer capacity is important. In this study, the stress transfer capacity of slabs were verified. As a result, it was verified that the stress transfer capacity remained intact and that the damping system were effective for controlling vibrations. It was also found that an evaluation model considering additional slabs could appropriately evaluate the results of tests.

1. はじめに

地震時に、必要な耐震性能を有していない既存建物の構造上の安全性を担保するため、近年、耐震補強の促進が重要な課題として捉えられている。しかしながら、建物内部を補強する場合、住居環境を変えることが必要であることや補強工事の際に一時的な避難が必要になる場合もあることから建物外側での補強に対するニーズが高まる一方で、例えば集合住宅等の建物では、建物両側に片持ち形式のバルコニー、廊下を有するため、補強部材を既存建物の柱、梁の外側に直接接合することができず、その補強の困難さゆえ実施例に乏しい傾向がある。

このような集合住宅等を対象にして、近年、補強架構を、バルコニー、廊下に干渉しない外側の位置に設置し、既存梁と補強梁を増設スラブで繋ぐ架構・スラブ増設型の外付け耐震補強構法が、建物の使用性の低下を最小限にとどめながら、かつ居住しながらの工事が可能となる有効な工法の一つとして実施例が多くなっている。

このような背景の中、筆者らは建物の構造種別に関わらず中高層建物に幅広く適用できる制震装置を用いた架構・スラブ増設型の外付け制震補強構法を提案してきた。

この補強形式では、地震時に既存建物に作用する力は、各階の増設スラブを通じて補強架構に伝達されるため、補強架構による補強効果が発揮されるか否かは、増設スラブが十分な応力伝達能力を有しているか否かが重要となる。また、補強架構に制震装置を用いた場合、増設スラブの変形は制震装置への変位入力に直接影響を与えるため、制震効果の評価においては増設スラブの剛性を適切にモデル化して解析を行う必要がある。

既往の研究では、外付け補強架構に制震装置を用いた架構・スラブ増設型補強構法の制震効果を解析により検証した例は、筆者等が調べた限りでは見当たらなかった。そこで、本論文では、制震装置を用いた架構試験体の载荷試験により増設スラブの応力伝達性能を検証するとともに、増設スラブの剛性を考慮したモデルにより実験結果を再現できるか検証した。実験の载荷方法は、制震装置に油圧ダンパーを使用しているため動的载荷とした。

写真1 架構・スラブ増設型補強構法の例

図1 増設スラブの断面図

¹ 飛鳥建設(株)トグル事業部 課長
(〒213-0012 神奈川県川崎市高津区坂戸 3-2-1 KSP 西棟 5F)
² 飛鳥建設(株)トグル事業部 部長

¹ Manager, Toggle Project Dept., Tobishima Corporation
² Director, Toggle Project Dept., Tobishima Corporation

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は既存架構に増幅機構付制震装置¹⁾を組み込んだ鉄骨架構による架構増設型の補強を行った試験体 OF3-3、OF3-4 の2 体である。各試験体とも1 層1 スパンとし、縮尺は実大の約 1/2 スケールとした。OF3-3 と OF3-4 の違いは増設スラブの寸法である。図 2 に OF3-3 の試験体形状図を、表 1 に試験体一覧をそれぞれ示す。

既存架構は、多層多スパンの既存建築物を対象としている。ただし、実験上の制約から、剛床を仮定し、面外方向に複数本ある柱を1 本の柱に縮約してモデル化しているため、面外方向に過大な形状となっている。

補強架構は鉄骨造とし、架構内に増幅機構付制震装置を取付けた。増幅機構付制震装置は、てこの原理を応用することにより、油圧ダンパーに架構の層間変位を増幅して与えることができ、地震エネルギーの吸収量を設定した増幅率分、増加することができる。ここで増幅率は 1.8 とした。鉄骨柱、梁は H 断面とし、 $R=1/100$ 程度まで降伏が生じない断面とした。

図 3 に既存、補強架構と増設スラブの接合詳細図を示す。増設スラブと既存架構は接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂注入型）で一体化を図り、アンカー本数は「外側耐震改修マニュアル」²⁾ の規定に従い、接合部の必要耐力を確保するように決めた。増設スラブは、実際の建物で 250mm 程度のスラブ厚さを想定し、試験体のスラブ厚さは 125mm とした。最大荷重時のスラブのせん断応力は $\tau = 0.065 \sigma_B$ であり、コンクリートのせん断に対する短期許容応力度 ($\tau = 0.04 \sigma_B$) を超えるため、鉄筋のみで補強架構の水平力を既存架構に応力伝達できるようにスラブ筋を配した。

既存スラブは、増設スラブと既存架構との接合条件が異なること、コンクリート強度が異なること、水勾配、排水溝により変断面になっている場合が多いこと等から、増設スラブとの合成断面としての評価が難しい。そこで本試験体では、応力伝達機構を明確にするために既存スラブは設置していない。従って、本実験結果による評価は、実際の建物に本補強構法を適用した場合に比べて、スラブの剛性を小さく評価することになるが、その分、スラブ変形により制震

装置への変位入力が小さくなることを考えると、エネルギー吸収量の観点から安全側の評価になると考えられる。

試験体は、既存架構を先行して製作し、コンクリート硬化後に目荒し処理、あと施工アンカーの打設を行い、最後にスラブを製作して補強架構に繋いだ。

表 2、表 3 に使用した材料の材料試験結果を示す。コンクリートの材料試験は荷荷日前日に行った。

図 2 試験体形状図 (OF3-3)

図 3 既存、補強架構と増設スラブの接合詳細図 (OF3-3)

表 1 試験体一覧

試験体名		OF3-3	OF3-4
既存部	スパン×高さ(内法)(mm)	L×H=2,500×1,200	
	柱断面(mm)	b×D=700×350	
	柱主筋	8-D16	
	破壊形式	柱曲げ破壊	
補強部	スパン×高さ(枠心)(mm)	L×H=2,500×1,450	
	柱断面	BH-160×140×12×12	
	梁断面	BH-160×140×9×12	
	制震装置	増幅機構付制震装置(増幅率 1.8) 油圧ダンパー C1=5kN・mm/s, C2=0.4kN・mm/s, Fy=120kN 腕部材 鋼管 φ165.2×20	
増設スラブ	寸法(mm)	1250	750
	厚さ(mm)	125	
	あと施工アンカー	58-D10(@75 ダブル) 埋込 12da	
直交梁	スラブ筋	D6@75 ダブル	
	主筋	6-D16	

表 2 鋼材材料試験結果

試験片		降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	使用部位
D6	SD345	394	539	182	スラブ筋
D10	SD295	371	512	175	柱Hoop・梁Str・アンカー
D16	SD295	352	514	180	柱主筋・梁主筋
	SD345	349	518	180	直交梁主筋
PL9	SM490	393	548	206	梁ウェブ
PL12	SM490	378	534	208	梁フランジ・柱ウェブ・フランジ

表 3 コンクリート材料試験結果

試験体名	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	材齢 (日)	使用部位
OF3-3	16.9	29.6	54	既存架構
	30.0	30.5	34	増設スラブ
OF3-4	16.3	20.5	68	既存架構
	29.6	26.5	48	増設スラブ

2.2 荷重方法

本実験に用いた動的荷重装置を図4に示す。既存柱に対する軸力比 $N/(bD\sigma_B)$ で約0.1に相当する一定軸力441kNを作用させた状態で、動的水平アクチュエーターによって変位制御による正弦波を用いた漸増繰り返し荷重を行った。本実験では水平アクチュエーターの能力が試験体耐力に対して不足しているため、この原理を用いた荷重増幅装置を用いた。荷重プログラムは既存部の相対水平変位 δ と階高さ h ($=1,450\text{mm}$) で与えられる相対部材角 R ($=\delta/h$) で制御し、 $R=0.0008, 0.0016, 0.0025, 0.004, 0.008, 0.012\text{①}, 0.012\text{②}, 0.015$ の各荷重サイクルにおいて5回の繰り返し入力を行った。 $R=0.012$ については1回目の荷重で目標変位に到達しなかったため、2回目の荷重を行った。加振周波数は、中高層建物の固有周期を想定し、1Hzとした。

3. 実験結果

3.1 層間変位－せん断力関係

図5に既存架構と補強架構の層間変位－せん断力関係を示す。層間変位はそれぞれ既存架構と補強架構に設置した変位計の計測値である。せん断力については、荷重計の計測値が試験体に作用する全荷重のみであるため、まず、補強架構の負担せん断力を補強鉄骨柱、腕部材に貼付した歪ゲージ値から平面保持の仮定のもとに算出した各部材断面力から算出し、荷重計の計測値から差し引くことで既存架構の負担せん断力を算出した。なお、OF3-3は $R=0.012\text{②}$ のサイクル3波目で、OF3-4は $R=0.015$ の1波目で、上加力スタブのせん断破壊が生じ、それ以降の荷重が不可能になったため、その時点で荷重を終了した。図4は、 $R=0.012\text{①}$ までの結果である。OF3-3、OF3-4とも補強架構の復元力に荷重低下等の劣化現象はみられず、また、各荷重サイクルでの5回の繰り返し荷重に対して同じループを描いており、増設スラブにより安定的に応力伝達がなされていることが確認できた。

一方、図5から補強架構の変位が、既存架構に比べて小さいことがわかる。このことは、制震構法においてはダンパーのエネルギー吸収量の低下を意味するため、補強効果の評価の際には変位ロスとして適切に評価する必要がある。図5の層間変位計測値の差として読み取れる変位差には試験体の回転によるねじれ成分が含まれているため、ねじれ成分を除去した変位差を図6に示す。同図は各荷重サイクル1波目の最大変位時の変位差を示したものである。既存架構層間変位の増加とともに変位差が大きくなること、スラブ出寸法が大きいOF3-3がOF3-4に比べて大きいことがわかる。 $R=0.012\text{①}$ までの最大変位差は、OF3-3:1.25mm、OF3-4:0.65mmであり、既存架構層間変位との比率で示せば、OF3-3:0.09、OF3-4:0.05であった。

3.2 増設スラブのひび割れ発生状況

OF3-3では、 $R=0.004$ のサイクルで増設スラブ隅部に一部斜めひび割れ、および既存梁と増設スラブの接合面にひび割れが確認された。 $R=0.008$ のサイクルで、増設スラブの中央を横切るせん断ひび割れが複数本発生し、その後、 $R=0.012$ では、さらに新規のせん断ひび割れが発生し、スラブ広範囲に渡ってせん断ひび割れが確認された。OF3-4もOF3-3とほぼ同様の傾向を示したが、ひび割れ本数はOF3-3に比べ少なかった。 $R=0.012\text{①}$ 終了時の残留ひび割れ幅は、約0.1～0.15mmであり、被災度区分判定基準³⁾で提案されて

いる損傷度(残留ひび割れ幅などの損傷に基づいてI～Vに区分される)では最も軽微なIに分類される。

図7に実際の建物に本構法を適用した場合に想定される $R=0.008$ の荷重サイクル終了時における増設スラブのひび割れ発生状況を示す。実際の建物に本構法を適用する場合、建物の層間変形角の設計クライテリアは $R=0.008$ 以下の小さい変形角以下に設定される場合が多い。

図4 動的荷重装置

図5 層間変位－せん断力関係

図6 既存架構層間変位－変位差関係

図7 増設スラブのひび割れ発生状況
($R=0.008$ 荷重サイクル終了時)

3.3 既存架構と補強架構の変位差の要因

(1) 増設スラブのせん断変形による変位

図 8 に増設スラブのせん断変形による水平変位($\delta \gamma$)と補強架構せん断力の関係を示す。 $\delta \gamma$ は変位計により計測したスラブの対角線方向の伸縮量から算定した。 $\delta \gamma$ の算定方法、および変位計設置位置を図 9 に示す。

OF3-3, OF3-4 とも $R=0.008$ のサイクル終了後にスラブ中央を横切る斜めひび割れが複数本観測されており、ひび割れの進展に伴いせん断変形による変位も増大している。OF3-4 の変位は、OF3-3 に比較してスラブの出寸法が小さい分、少ない。

(2) 増設スラブと既存梁との接合面ズレ変位

図 10 に、接合面のズレによる変位(δs)と補強架構せん断力の関係を示す。ズレ変位は既存架構と増設スラブの接合部に設置した変位計から計測しており、計測値が直接ズレ変位を表わしている。図 11 に δs の算定方法、および変位計設置位置を示す。図 10 に示す δs は、スラブの上側、下側、それぞれ 3 カ所に設置した計 6 カ所の変位計計測値の平均値である。

微小ではあるが、ズレ変位が生じており、あと施工アンカーで既存建物と一体化を図る耐震補強構法において特有なものと言える。OF3-3 と OF3-4 の変位量に大きな違いはなかった。

図 8 増設スラブのせん断変形による水平変位($\delta \gamma$)
—補強架構せん断力関係

$\delta \gamma$: スラブのせん断変形による水平変位

$$\delta \gamma = \frac{(D1 - D2)}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{L} \times \frac{SL}{b}$$

D1, D2 : 対角線方向の伸縮量 (各変位計計測値)

a, b : 変位計の計測間距離

OF3-3 : a=2150, b=1080

OF3-4 : a=2150, b=580

SL : スラブの出寸法 (既存架構面から補強架構心までの距離)

OF3-3 : SL=1250

OF3-4 : SL=750

図 9 増設スラブのせん断変形による水平変位($\delta \gamma$)の
算定方法と変位計の設置位置

図 10 接合面のズレによる水平変位(δs)
—補強架構せん断力関係

δs : 接合面のズレによる水平変位

$$\delta s = (D1 + D2 + D3 + D4 + D5 + D6) / 6$$

D1, D2, D3 : スラブ上面のズレ変位 (各変位計計測値)

D4, D5, D6 : スラブ下面のズレ変位 (各変位計計測値)

図 11 接合面のズレによる水平変位(δs)の
算定方法と変位計設置位置

4. 解析検証

4.1 解析概要

図 12 に解析モデルを示す。既存架構と補強架構の変位差を評価するために、水平 1 自由度のばねにより既存架構と補強架構を接続する。鉛直変位の差、節点回転角の違いの影響は、本実験では影響が小さいと考えモデル化には考慮していない。このモデルに対し、実験で計測された既存架構変位を強制変位として与え、その時の補強架構の変位、せん断力について解析結果と実験結果を比較することで制震効果の検証を行った。

4.2 既存架構のモデル化

既存柱、上側スタブを線材に置換する。上側スタブを置換した線材はモデルの簡略化のため、補強鉄骨の梁心高さと同じとした。変位入力位置が実際の載荷高さより低くなり、柱の変動軸力等、実験と異なる条件となるが、既存架構と水平 1 自由度ばねでしか接続されていないため、既存架構の水平変位以外の変形は補強架構の解析結果に影響しない。

既存架構の柱、梁の復元力特性は武田モデルとした。

図 12 解析モデル

4.3 補強架構のモデル化

図13に補強架構のモデル図を示す。増幅機構付制震装置は、実際の形状長さ、座標位置通りに部材を配置することでモデル化する。構成要素である腕部材の復元力特性は端部ピンの隙間を考慮してスリップ型のモデル(図14)を使用し、スリップ量は $\delta y = \pm 0.4\text{mm}$ とした。油圧ダンパーはマクスウェルモデルとし、ダッシュポットは折れ線形モデル(図15)、ばねは $K=120\text{kN/mm}$ の線形ばねとした。

4.4 増設スラブのモデル化

図16は、 $R=0.004$ のサイクル5波、 $R=0.012$ のサイクル5波の変位差と補強架構せん断力の関係を示したものであり、接合面のズレ変位も含めた増設スラブの荷重-変形関係とみなせる。同図に増設スラブの弾性剛性計算値を示す。 $R=0.004$ のサイクル時は、スラブのひび割れ、接合面のズレ変位が生じておらず、弾性剛性の勾配に概ね一致する。 $R=0.012$ のサイクル時は、3.3で示したように、接合面のズレ変位に加え、せん断ひび割れの発生に伴い、せん断変形による変位が進展し、剛性が低下している。変位差の要因としては、その他にも、スラブの曲げ変形、アンカー筋の抜け出しによる回転変形なども考えられるが、それぞれのメカニズムを考慮してばね剛性を設定するのは複雑かつ困難であるため、ここでは接合面のズレ変位とスラブのせん断変形のみを考慮してスラブばねを設定した。

ズレ変位は、あと施工アンカーのダボ抵抗機構にもとづき算出した²⁾。アンカー筋の周囲のコンクリート特性や、せん断ズレ変位の非線形性を表現したコンクリートの反力係数を考慮し、杭の弾性支承梁の解法からプレキャスト部材接合部におけるアンカー筋のせん断変形を求めた既往の研究論文⁴⁾の方法により、アンカー筋の全塑性モーメント作用時の変形量を算出(図17、図中①)後、原点と降伏点を結ぶ降伏点剛性を算出しズレ変位の剛性とした(図17、図中②)。

図13 補強架構のモデル

図14 腕部材の軸変位-軸力関係

図15 ダッシュポットの速度-減衰力関係

せん断剛性は、実験から得られた増設スラブのせん断変形による水平変位(δy)と補強架構せん断力の関係(前掲図8)から、弾性剛性の1/2とした。

両者の直列接合として算出したばね剛性を図16に示す。 $R=0.012$ 時の実験結果と概ね一致する。ばねは線形とし、剛性は変形が大きにかかわらず各載荷サイクルで一定とした。

4.5 入力変位波形

解析に使用する変位波形は、実験で計測された既存架構の層間変位から試験体の回転によるねじれ成分を除去した変位とした。

図18に0F3-3の解析に使用した入力変位波形を示す。

(a) $R=0.004$ のサイクル5波

(b) $R=0.012$ のサイクル5波

図16 増設スラブの荷重-変形関係

図17 アンカー筋のズレ変位

図18 0F3-3の入力変位波形

4.6 解析結果

図 19 に実験結果と解析結果の比較を示す。

図 19(a) に補強架構層間変位と変位差の時刻歴を示す。実験結果と解析結果は良い対応を示している。

図 19(b) に補強架構層間変位とダンパー軸方向変位の関係を示す。同図に示す増幅機構による増幅率(層間変位に対するダンパー軸方向変位の比) $\beta = 1.8$ の勾配と、実験結果および解析結果とも良い対応を示しており、増幅機構が所定の性能を発揮していることが確認できる。

図 19(c), 図 15(d) にそれぞれ、ダンパー軸方向変位－ダンパー荷重関係、補強架構層間変位－補強架構せん断力関係を示す。実験結果と解析結果は良い対応を示し、制震装置が所定のエネルギー吸収性能を示していることが確認できる。

5. まとめ

本論文では、制震装置を用いた架構・スラブ増設型試験体の動的載荷実験により増設スラブの応力伝達性能の検証を行った。以下に得られた知見を列記する。

- 1) $R=0.012$ ①まで載荷した後の増設スラブの残留ひびわれ幅は、0.1～0.15mm 程度であり軽微な損傷状況であった。
- 2) 増設スラブに複数のひび割れは生じるものの、復元力は安定しており、上記 1) の知見と合わせ、許容応力度を超えるせん断応力が作用する増設スラブであっても、十分に補強効果は得られる。
- 3) 補強架構の変位は既存架構の変位に比べて小さくなる。要因として、スラブのせん断ひび割れによる変位の進展に加え、アンカー接合面のズレ変形等、耐震補強特有の変形が挙げられる。
- 4) 増設スラブを線形ばねに置換した解析モデルにより、動的載荷実験の結果を再現することができる。従って、このモデルを用いて検討することにより、制震装置を用いた架構増設型補強構法の補強効果を適切に評価することが可能となる。

既存架構との接合面のズレ変形を含む増設スラブの変形特性は、架構増設型の補強効果に及ぼす重要な因子であり、要因や割合の詳細な検討は今後の課題である。

(a) 補強架構層間変位と変位差の時刻歴波形

謝辞

本研究における動的載荷実験は、矢作建設工業株式会社との共同実験の一部として、同社地震工学技術研究所で実施致しました。地震工学技術研究所の方々には実験の実施に際しご協力を頂きました。また、実験の実施に際し大阪大学・倉本洋教授より多くの貴重な助言を頂きました。ここに深い謝意を表します。また、査読者の先生より貴重なご助言を賜りましたが、紙面の制約から全てを反映させることができませんでした。ここにお詫び申し上げます。

参考文献

- 1) 石丸辰治, 新谷隆弘, 久保田雅春, 秦一平: 増幅機構を用いた制震構造システムに関する研究, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp. 31-34, 1998. 11
- 2) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造構造物の外側耐震改修マニュアル, 日本建築防災協会, 2002. 9
- 3) 日本建築防災協会: 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針, 日本建築防災協会, 2001. 9
- 4) 中野克彦, 松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, PP. 151-158, 2001. 12

(b) 補強架構層間変位－ダンパー軸方向変位関係

(c) ダンパー軸方向変位－ダンパー荷重関係

(d) 補強架構層間変位－補強架構せん断力関係

図 19 実験結果と解析結果の比較

[2012 年 10 月 17 日原稿受理 2012 年 12 月 12 日採用決定]